

## 砂地盤の液状化後のせん断抵抗

著者	山口 晶, 飛田 善雄, 猿舘 裕也, 奈良 聡大
雑誌名	東北学院大学工学部研究報告
巻	47
号	1・2
ページ	32-36
発行年	2013-02
URL	<a href="http://id.nii.ac.jp/1204/00024570/">http://id.nii.ac.jp/1204/00024570/</a>

砂地盤の液状化後のせん断抵抗

Shear strength of sandy ground after liquefaction

山口 晶\*、飛田 善雄\*\*、猿舘裕也\*\*\*、奈良聡大\*\*\*

Akira YAMAGUCHI, Yoshio TOBITA, Yuya SARUDATE and Soudai NARA

Abstract

Differences in shear strength of sand deposition after liquefaction were studied based on the shaking table test. Materials used for model sand deposits were Toyoura sand and two glass beads with different diameters. The shear strengths by the vane shear test measured before shaking and 1, 3, 5, 30, 60, 120, 180, 720, 1440 minutes after shaking. The change of densities was also calculated by measuring the subsidence of the surface of sand deposits. The increase of shear strength of liquefied sand deposits after shaking was found to have a close relation with the increase of density of liquefied sand due to the secondary compression as well as the consolidation during dissipation of excess pore water pressure. The volume change of liquefied sand was also found to be related to the difference between maximum void ratio and minimum void ratio:  $e_{max}-e_{min}$

Key words: Liquefaction, Shaking table test, Volumetric strain, Shear strength

1.はじめに

1964年新潟地震を契機として、地盤の液状化に関して、これまで多くの研究が行われてきた。液状化の研究については、特に砂の液状化強度をはじめとする液状化の発生に関する研究が興味の中心であった。しかし、1995年兵庫県南部地震の神戸ポートアイランドの岸壁の移動<sup>1)</sup>や、2003年三陸南地震や宮城県北部地震の斜面の流動化など、液状化が原因とみられる地盤の永久変位による被害が発生した<sup>2)</sup>。これらにより、液状化が原因となって、地震動終了後に発生する地盤変位が大きな被害を与えることが認識され始めた。特に、液状化後に発揮されるせん断抵抗の時間変化は、支持力回復と地盤の流動性・安定性を評価するためには重要な指標である。また、せん断抵抗の回復は、地盤の再液状化の危険性にも関係している。しかし、現状では、液状化後の地盤のせん断抵抗の時間変化を系統的に調べた研究はない。そこで、本研究では、模型実験を用いて、液状化後のせん断抵抗の時間変化を調べることにした。なお、実験には、砂の粒子形状の影響を把握するために、ほぼ完全な球状であるガラスビーズと、凹凸が存在し形状も不規則な豊浦砂を用いた。

2.実験

2.1 用いた試料

使用した試料は豊浦砂(T.S.)、ガラスビーズ No.04(GB.04)、ガラスビーズ No.08(GB.08)の3種類である。図-1に豊浦砂の粒径加積曲線とガラスビーズ試料の分布範囲を示す。ガラスビーズの粒径は豊浦砂の平均粒径  $D_{50}$  よりも、大きめとなっている。なお、平均粒

径がほぼ豊浦砂と一致するガラスビーズを予備実験で使用したが、模型地盤を作る際に、水中落下法では空気を巻き込んで塊状となり、所定の相対密度の地盤を作成できなかったため、本実験での使用を取りやめた。表-1に各試料の物理特性と粒径の範囲を示した。ガラスビーズは両試料とも最大間隙比が豊浦砂よりも小さくなっている。また、GB.08の最小間隙比は豊浦砂よりも小さくなっている。

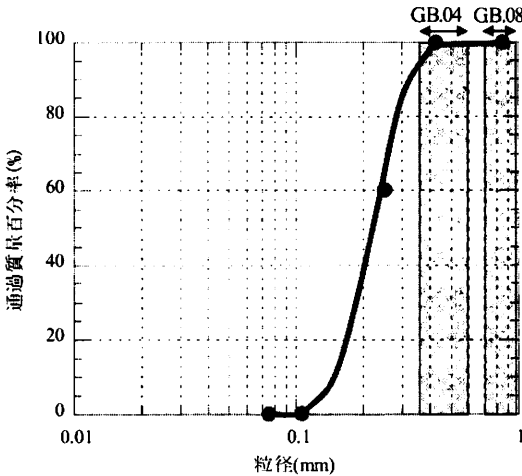


図-1 試料の粒径加積曲線

表-1 試料の物理特性

試料	T.S.	GB.04	GB.08
土粒子の密度 (g/cm <sup>3</sup> )	2.645	2.504	2.506
最大乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )	1.649	1.612	1.599
最小乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )	1.359	1.445	1.462
透水係数 (cm/s)	$2.27 \times 10^{-2}$	$1.46 \times 10^{-1}$	$2.62 \times 10^{-1}$
最大間隙比 $e_{max}$	0.957	0.733	0.687
最小間隙比 $e_{min}$	0.604	0.553	0.542
$e_{max}-e_{min}$	0.353	0.180	0.145
粒径の範囲(mm)	0.075-0.85	0.35-0.50	0.71-0.99

\*東北学院大学工学部環境建設工学科 准教授  
\*\*東北学院大学工学部環境建設工学科 教授  
\*\*\*東北学院大学工学部環境建設工学科 H24年度4年

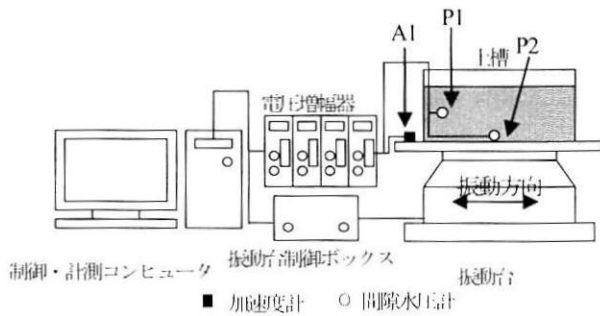


図-2 振動台実験システム全体図

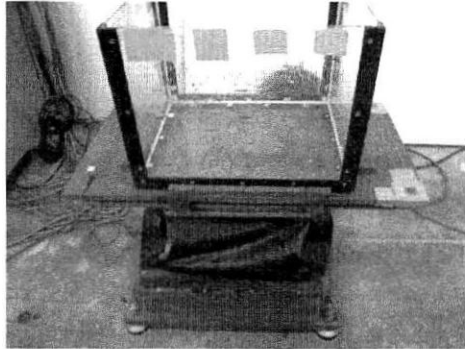


写真-1 振動台と土槽

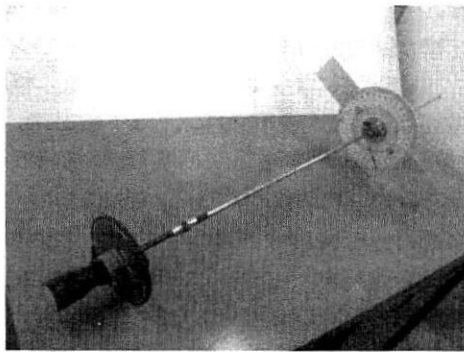


写真-2 ハンドペーン試験器

GB.04 と GB.08 では全く同じ球形の粒子形状であるにもかかわらず最大・最小間隙比が異なった。この理由については、今後検討する必要がある。液状化後の地盤の沈下は間隙比の減少が理由であることを考えると、地盤の間隙比や最大間隙比( $e_{max}$ )と最小間隙比( $e_{min}$ )の差が沈下量の大小に影響を与える可能性がある。そこで、表-1 中には最大間隙比と最小間隙比の差 ( $e_{max} - e_{min}$ ) も示した。この差は豊浦砂が一番大きく、次に GB.04、GB.08 と平均粒径の大きさの順となった。

## 2.2 実験器具

図-2 に使用した振動台実験システムの全体図を、写真-1 に振動台と土槽の写真を示す。振動台の架台は 30cm×30cm である。振動台の架台の上に板を固定し、その板に土槽を設置した。土槽はアクリル製で幅 40cm、奥行 32cm、高さ 30cm である。この土槽内に地盤模型を作製する。地盤中には間隙水圧計を地表面から 10cm の位置 (P1) と土槽底面の中央部 (P2) に設置した。P1 については土槽の振動報告に対して直角となる側面に密着させて設置した。また、土槽を固定する架台上の板に加速度計 (A1) を設置した。各センサーからの信号は電圧増幅器を介してコンピュータによって計測される。

表-2 実験ケース

	TS-1	TS-2	TS-3	GB4-1	GB4-2	GB4-3	GB8-1
試料	豊浦砂			GB.04			GB.08
振動数 (Hz)	10						
加速度振幅 (m/s <sup>2</sup> )	5						
振動回数(回)	50						
相対密度(%)	-1	13	13	-50	8	28	10
計測時間(h)	144	24	24	24	24	24	24

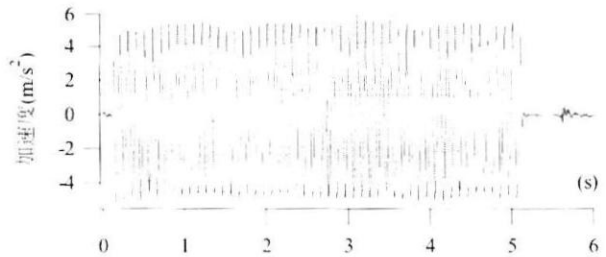


図-3 振動加速度時刻歴

また、同じコンピュータで、振動台の振動数や振動回数を制御している。

振動台は上下方向及び水平方向の二次元可動が可能であるが、本実験では水平方向のみの振動である。振動台の様子は、上下方向は最大変位 2cm、水平方向最大変位 4cm、最大振動数 10Hz である。

地盤のせん断抵抗は、ハンドペーン試験器によって計測した。使用したハンドペーン試験器を写真-2 に示す。ハンドペーン試験器はペーン、ロッド、トルクメータ、握り部が組み合わされている。ペーンは幅 1.5cm、高さ 1.0cm である。ロッドは直径 0.6cm、長さ 20.0cm×2 本である。トルクメータは、0.05N・m、0.20N・m を用意した。

握り部を回転することによって、トルクメータに設置された針がトルクに応じて回転し、回転抵抗の最大値を示すようになっている。

## 2.3 実験ケース

表-2 に実験ケースを示す。試料はガラスビーズと豊浦砂を用いる。振動条件は水平方向に加速度振幅  $5m/s^2$ 、振動数 10Hz で振動回数を 50 回として加震した。加速度時刻歴を図-3 に示す。図は TS-1 のものであるが、他のすべての実験でも同様の加速度時刻歴となっていることを確認した。加速度計、間隙水圧計の計測はサンプリング周波数 1000Hz (0.001 秒に 1 回) で 2 分間とした。模型地盤の相対密度は 0% 以下と 10% と設定した。また参考として、GB4-3 では相対密度 30% 程度も行った。表中の計測時間とは、加振終了後からせん断抵抗を測る期間である。TS-1 については長期的なせん断抵抗の変化をみるために、144 時間後まで計測した。計測箇所と計測時間 (分) の関係を図-4 に示す。図は、土槽を上から見た図である。なお、土層を計 25 ヶ所に区分し、1 区分につき一回の計測とする。加震後からの計測時間を図中に示した。単位は分である。加震前を除き、各時間で図に示すように 2 区分を計測し、その二つの計測値の平均をその計測時間における計測データとした。計測深さは地表面から 10cm である ( ) 内は Ts-1 の実験の場合の計測分である。

2.4 実験手順

0 (8640)	0	1	1	3
10	10	5	5	3
30	30	60	60	120
360	360	180	180	120
720 (8640)	720 (0)	1440	1440	加震前

図-4 土槽上部からのせん断抵抗計測位置と計測時間 (分)

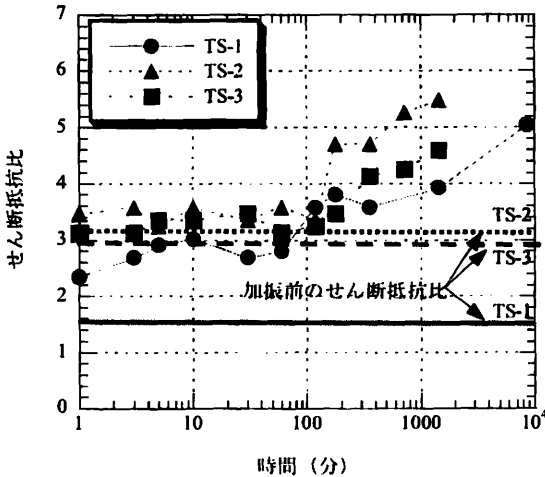


図-5 豊浦砂試料のせん断抵抗比-時間関係

実験手順は以下の通りである。

まず間隙水圧計と加速度計を所定の位置に設置する。次に土槽内に水を入れた後、水中落下法により試料を丁寧に土槽内に堆積させる。最終的に地表面が水面の少し下 (5mm) 程度に調整し、表面をならす。ガラスビーズを用いた実験では緩く堆積する傾向にあったので、土槽を軽くハンマーで叩いて振動させ、所定の相対密度まで増加させた。地盤作成終了後に地表面高さをノギスで計測する。次にハンドペーン試験機を設置台に設置し、ペーンを地表面から 10cm の位置に貫入し、静かに回転させて回転抵抗を計測する。ペーンを引き抜いたのち、コンピュータで振動を開始すると同時に加速度計と水圧計の計測を開始する。振動終了後、所定の時間になったら地表面高さを計測するとともに地表面から 10cm の位置のせん断抵抗をハンドペーン試験器によって計測する。

3. 実験結果と考察

3.1 過剰間隙水圧比

過剰間隙水圧比は、全ての実験で底層部で計測した水圧計 P2 よりも地表から 10cm 下で計測した P1 の過剰間隙水圧比 (過剰間隙水圧/水圧計の位置の有効応力) が大きくなった。また、ガラスビーズを用いた GB4-2、GB4-3、GB8-1 の底層部で間隙水圧比が 0.9 を超えなかった。ただし、中層部の間隙水圧計は全ての実験で過剰間隙比が 0.9 を超えていた。また、計測を行った 2 分間で、すべての実験で過剰間隙水圧は消散し、静水圧となった。

3.2 せん断抵抗比の時間変化

計測した回転抵抗から下記の式<sup>3)</sup>によりせん断抵抗を計算し、その値をペーンを回転させた深さ 10cm の有効応力で除したせん断抵抗比を求め、時間経過における変化を調べることとした。

$$M_{max} = \tau \left\{ \pi D H \frac{D}{2} + 2\pi \left( \frac{D}{2} \right)^2 \frac{2}{3} \frac{D}{2} \right\}$$
$$\therefore \tau = \frac{M_{max}}{\pi \left( \frac{D^2 H}{2} + \frac{D^3}{6} \right)} \quad 1)$$

ここで

- $\tau$ : せん断強さ (N/m<sup>2</sup>)
- $M_{max}$ : 最大回転モーメント (N・m)
- $D$ : ペーンの幅 (m)
- $H$ : ペーンの高さ (m)

なお、計算したせん断抵抗比は一般的な砂質土のせん断抵抗比よりも 1 ケタ大きな値となった。これは上記式が粘性土を対象とした式であるためと考えられる。上記式では粘性土がちょうどペーンの大きさと同じ円柱状に回転したとし、回転面でせん断されたとしてせん断抵抗を計算するものである。しかし、砂質土は粒子同士が粘着しておらず粒子も移動が可能のために、せん断面がペーンのサイズとちょうど同じ大きさにならないためと考えられる。本研究では、計算した数値に補正係数等を用いずにそのまま表記した。

図-5 に豊浦砂を用いた実験のせん断抵抗比の時間変化を示す。時間の経過を示す横軸は対数目盛である。豊浦砂を用いた実験は、全ての時間経過に伴ってせん断抵抗比が増加した。特に 100 分以降に増加傾向が大きい。また、相対密度がほぼ等しい TS-2 と TS-3 はせん断抵抗比がほぼ同様の傾向を示した。グラフ中には加振前のせん断抵抗比を直線で示しているが、TS-2 と TS-3 は加振 1 分後にはほぼ加振前のせん断抵抗と同程度になり、それ以降徐々に増加している。

図-6 にガラスビーズを用いた実験のせん断抵抗比の時間変化を示す。ガラスビーズを用いたこれらの実験では、全ての時間経過に対してせん断抵抗比が変化しない傾向となった。GB4-1、GB4-2、GB4-3 で比較すると、振動後のせん断抵抗は振動前の相対密度と比例した傾向となった。ただし、いずれの実験も加振前のせん断抵抗比よりも 1.5 倍から 4 倍程度大きくなった。

3.3 地表面沈下の時間変化

図-7 に各実験の体積ひずみの時間変化を示す。縦軸の体積ひずみは下方向に増加とする。豊浦砂を用いた TS-1、TS-2、TS-3 は全て加振直後の沈下に加えて時間経過に伴って体積ひずみの値が増加している傾向となった。ガラスビーズを用いた実験は、加振直後の体積ひずみの発生がほとんどで、時間経過に伴う体積ひずみの変化が見られなかった。

4. 考察

4.1 せん断抵抗比の増加

図-5 と図-7 で見たように豊浦砂の模型地盤では、液状化後に体

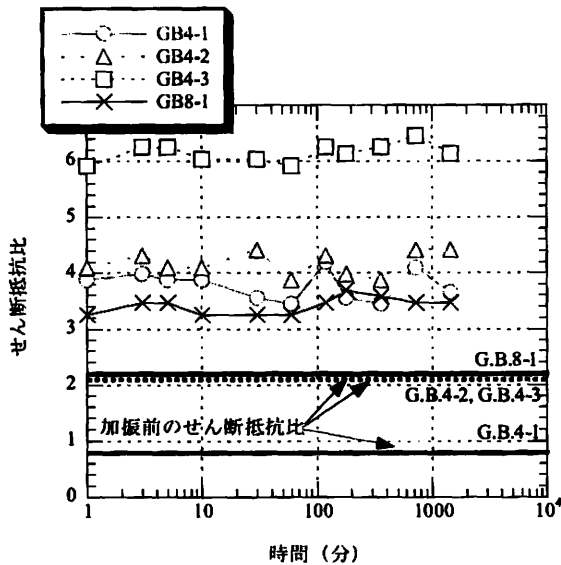


図-6 ガラスビーズ試料のせん断抵抗比-時間関係

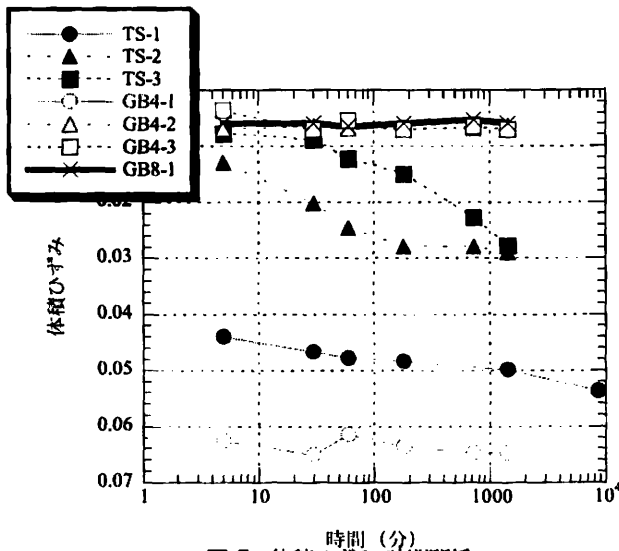


図-7 体積ひずみ-時間関係

積ひずみの発生とともにせん断抵抗が増加し、ガラスビーズを用いた実験ではせん断抵抗と体積ひずみに時間経過に伴う変化は見られなかった。豊浦砂の実験のせん断抵抗比と間隙比の関係を図-8に示す。図には各実験のプロットの時間経過方向を矢印で示している。図にあるように時間経過に伴って間隙比が減少するとともにせん断抵抗が増加している。豊浦砂の模型地盤のせん断抵抗比の増加は間隙比の減少(密度の増加)が原因であると考えられる。実験データでは過剰間隙水圧比は全ての実験で2分程度でほぼゼロまで低下し、その後有効応力の変化がないため、これら間隙比の変化は液状化後の二次圧密現象と考えることができる。

#### 4.2 体積ひずみと砂の一次的性質

本実験では、模型地盤作製の試料として、粒子形状の比較のためにほぼ完全な球形であるガラスビーズと粒子形状が不規則で凹凸がある豊浦砂を用いた。表-1で示したように、砂の一次的性質において最大間隙比と最小間隙比の差に大きな違いが見られた。ガラスビーズはこの差が豊浦砂に比較して小さかった。最大間隙比と最小間隙比の差(間隙比幅)が粒子形状の影響を受けるかどうかについては別に考察が必要でありここでは議論しない。ここでは、この間隙比幅と体積ひずみの関係を調べた。地震後の砂地盤の体積ひず

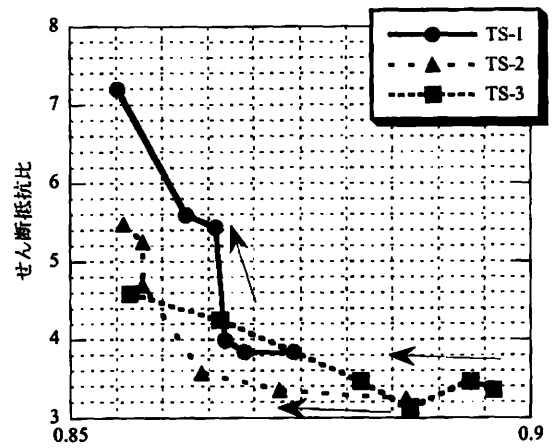


図-8 せん断抵抗比-間隙比関係

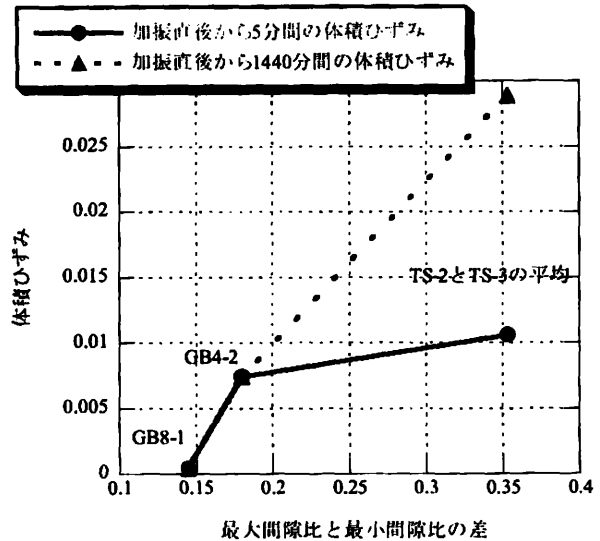


図-9 体積ひずみ-最大間隙比と最小間隙比の差関係

みが間隙比の減少に由来することを考えると、間隙比幅はその試料が到達可能な最大の体積ひずみを表していると考えたためである。なお、砂の液状化については、余裕間隙比で評価する考え方もあるが<sup>4)</sup>、同程度の相対密度では概ね余裕間隙比と間隙比幅に大きな違いはないと考えられるため、間隙比幅を採用した。相対密度が10%前後となっているTS-2、TS-3、GB4-2、GB8-1の加振後の体積ひずみと最大間隙比と最小間隙比の差との関係を図-9に示す。なお、TS-2とTS-3については、この二つの体積ひずみの平均値を示した。また、加振直後から1440分までに発生した体積ひずみと加振直後から5分までに発生した体積ひずみの2つを示した。加振直後に発生した体積ひずみと時間経過に伴って発生した体積ひずみを比較するためである。図をみると、加振から1440分後までに発生した体積ひずみは、最大間隙比と最小間隙比の差に比例している。同じ相対密度の試料が同じ加振を受けた場合、最大間隙比と最小間隙比の差が大きい試料の方が体積ひずみが大きく発生することが分かった。また、加振後から5分までの体積ひずみを見ると、GB8-1とGB4-2はほぼ5分後と1440分後の体積ひずみ量が一致しているのに対して、TS4-2とTS4-3の平均値をプロットしたものは、5分後から1440分後までの間にも体積ひずみが発生している。本実験では、同じ相対密度でも最大間隙比と最小間隙比の差が大きい方が、小さいものよりも加振直後とその後の二次圧密の発生量が多いこ

とが示された。ただし、本実験で用いた試料は豊浦砂とガラスビーズのみであり、これらの傾向の妥当性を結論づけるにはさらに多くの試料について実験を確認する必要がある。

## 5. まとめ

本実験では、ガラスビーズと豊浦砂を用いて振動台実験を行い、加振直後から時間経過に伴うせん断抵抗比の変化を計測した。その結果、下記の結論が得られた。

- ・豊浦砂は加振後から 1440 分まで継続的に間隙比の減少（密度の増加）とせん断抵抗の増加が見られた。
- ・ガラスビーズ試料については、加振直後に液状化による間隙比の減少が発生するが、それ以降、せん断抵抗と間隙比の変化は見られなかった。
- ・豊浦砂のせん断抵抗の増加は間隙比の減少（密度の増加）に比例しており、二次圧密の影響の可能性はある。
- ・加振直後とその後の体積ひずみの発生量は、砂の一次的性質である最大間隙比と最小間隙比の差の大きさに比例する。この差が大きいと、加振 5 分後以降に発生する体積ひずみも大きい結果となった。

今回ガラスビーズと豊浦砂を用いた理由は、ガラスビーズがほぼ球形状であるのに対して粒子形状が不規則で凹凸がある土粒子の豊浦砂を比較するためである。今回の実験では、凹凸のある豊浦砂試料の方が最大間隙比と最小間隙比の差が大きく、また加振後に継続する体積ひずみが多く発生する結果となった。これは、液状化により砂の骨格構造が完全に乱され、砂粒子の持つ一次的性質が液状

化後の体積圧縮を支配している可能性を示している。ただし、最大間隙比と最小間隙比の差が粒子形状の影響を受けているといえるかどうかについては今後の課題である。

本研究から、砂質土地盤が液状化した場合、時間経過に伴ってせん断抵抗が回復し、加振前のせん断抵抗よりも大きくなる可能性があることが分かった。また、その傾向は粒子形状の影響を受ける可能性があることが示唆された。今後は、粒子形状と液状化抵抗や時間経過に伴うせん断抵抗の回復、体積ひずみ量の関係を調べる必要がある。

## 謝辞

本研究は、文部科学省科研費基盤研究（A）（研究代表者 風間基樹氏）の補助によって行った研究である。関係者の皆様に感謝の意を表する。

## 参考文献

- 1) Y. Shamoto, J. Zhang and K. Tokimatsu: Method for evaluating residual post-liquefaction ground settlement and horizontal displacement, *Special Issue of Soils and Foundations*, pp.69-83, 1998.
- 2) 社団法人地盤工学会：2003 年三陸南地震・宮城県北部地震災害調査報告書、pp.19-28、2003。
- 3) 河上房義：土質力学、森北出版株式会社、第 7 版、2001。
- 4) 宋炳雄、安原一哉、村上哲、小峰秀雄：余裕間隙比の概念に基づいた非塑性シルトの繰返し強度と剛性低下の評価、土木学会論文集、No.764/III-67、pp.11-74、2004。